

TÓPICO 4 – Património Histórico

Restauro ou conservação no reforço sísmico da unidade tipo A da Avenida Infante Santo

João Fonseca^{1,a}, Hugo Rodrigues^{2,b}, Humberto Varum^{2,c}, Aníbal Costa^{2,d}, Ana Tostões^{3,e}

¹ Universidade Lusófona do Porto, Portugal

² Universidade de Aveiro, Portugal

³ Instituto Superior Técnico de Lisboa, Portugal

^a joao.fonseca@ulp.pt, ^b hrodrigues@ua.pt, ^c hvarum@ua.pt, ^d agc@ua.pt, ^e tostoies@civil.ist.utl.pt

Palavras-chave: Património; Reforço Estrutural; Arquitectura Moderna

Resumo. As Unidade Tipo A do Conjunto da Avenida Infante Santo são edifícios de habitação colectiva projectados entre 1949 e 1954 e constituem um exemplo da arquitectura do Movimento Moderno em Portugal. Também neste caso se revela uma estreita relação entre a Arquitectura e a Engenharia, isto é, entre a Forma e a Estrutura, que foi determinante na definição da sua implantação, volumetria, organização em planta, alçados, etc.

O bloco suspenso do solo e assente em *pilotis* – a imagem da conciliação entre a Arte e a Técnica, pode representar um ponto vulnerável da estrutura às acções sísmicas.

Alguns estudos de análise dinâmica não linear [1] avaliam a segurança sísmica deste edifício, de acordo com os padrões de segurança actuais, e propõem soluções de reforço estrutural tendo em vista a melhoria do comportamento sísmico. É no piso térreo do edifício que deve ocorrer, preferencialmente, uma intervenção de reforço estrutural pois é aqui que pode surgir um mecanismo de comportamento tipo *soft-storey* em caso de sismo.

Tendo sido concebido como um “terreno ajardinado e útil”[2], visualmente aberto e livre para a passagem pedonal, uma intervenção dessa natureza levanta uma questão de fundo: deverá ser assinalada, ou não, a presença do reforço estrutural?

Trata-se de uma reflexão teórica de sentido prático, cujas hipóteses de resolução podem ir desde uma integração na construção existente – com um sentido mimético e destruindo alguns elementos originais, até uma sobreposição de um novo projecto ao inicial – uma operação visível mas reversível e não destrutiva.

Assim, no âmbito deste *paper*, propõem-se equacionar possíveis soluções de reforço estrutural, para evitar o mecanismo tipo *soft-storey* no piso 0, que representem os extremos da problemática do universo da intervenção no património – da integração até à sobreposição, ou seja, abordando o tema do Restauro vs. Conservação.

Pretende-se com este trabalho testar uma solução de reforço com diferentes configurações, avaliando tanto ao nível formal como técnico a sua eficácia numa perspectiva projectual conjunta, cruzando os domínios da arquitectura e da engenharia dos seus autores.

Introdução

A presente investigação visa o estudo das soluções de reforço estrutural tendo em vista a melhoria do comportamento sísmico para um conjunto de edifícios representativos da arquitectura do movimento moderno e reconhecidos entre nós como bens patrimoniais: as Unidades Tipo A da Avenida Infante Santo (Fig. 1).



Figura 1: Fotografia geral

O objecto de estudo insere-se num processo que se estende desde a elaboração do plano da Infante Santo até à construção final dos edifícios. O apontamento histórico situa o projecto destes 5 edifícios, do ponto de vista temporal, num período que vai desde 1947 até 1960 e, conceptualmente, inspirado na arquitectura do movimento moderno.

A descrição arquitectónica, construtiva e estrutural dos edifícios é importante para um reconhecimento formal/técnico e tem como base a consulta das peças escritas e desenhadas dos projectos originais [3]. Trata-se de uma recolha nos arquivos históricos municipais e tal leitura propõem uma aproximação de (re)conhecimento rigoroso da realidade existente para uma melhor compreensão no momento duma eventual obra de intervenção.

Na história de Portugal tem-se verificado a ocorrência de eventos sísmicos com danos significativos nas construções. Sabe-se que os sismos estão, na sua maioria, associados à falha que se desenvolve desde o arquipélago dos Açores até ao estreito de Gibraltar delineando a fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana, e que, por esse facto, a zona Sul do nosso país tem uma maior perigosidade sísmica. A área metropolitana de Lisboa requer maior atenção devido à elevada concentração populacional e densidade de construção e é fundamental a realização de estudos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado, de forma a conhecer as condições de segurança face a eventuais abalos sísmicos e sustentar o dimensionamento de soluções adequadas de reforço para evitar o colapso de edifícios existente mais vulneráveis.

Após um enquadramento reflexivo acerca do comportamento sísmico de estruturas similares, nomeadamente em Lisboa, e da referência a alguns estudos sobre a vulnerabilidade sísmica neste caso de estudo, são enunciadas algumas das alternativas de reforço estrutural.

No âmbito de outros trabalhos de investigação [1, 4], foi estudado o comportamento sísmico do bloco de habitações de uma das Unidades Tipo A com recurso ao programa de análise não-linear de estruturas VisualANL em que foi avaliada a segurança sísmica do edifício de acordo com o procedimento patente em recomendações internacionais. Foram utilizados os elementos originais de projecto, complementados com ensaios não destrutivos aos materiais e medição de frequências próprias da estrutura. Um outro estudo [5] sobre o mesmo edifício avalia uma solução de reforço estrutural baseada num sistema de contraventamento com dissipadores de energia, tendo em vista a melhoria do comportamento sísmico global.

É no piso térreo dos blocos de habitações das Unidade Tipo A que deve ocorrer, preferencialmente, uma intervenção de reforço estrutural pois é aqui que pode surgir um mecanismo de comportamento tipo *soft-storey* em caso de sismo. Tratando-se de um edifício “suspenso” em pilares, que neste piso se encontram livres de travamento, e cuja resposta sísmica se fará sentir aí com maior intensidade concentrando-se as maiores exigências de deformação, tanto na direcção transversal como longitudinal.

O objectivo do presente artigo é a elaboração de uma síntese das alternativas de reforço estrutural analisadas à luz de uma das principais problemáticas do universo patrimonial – restauro ou conservação, as duas teses de intervenção patrimonial que reúnem as principais correntes e nas

quais gravita um universo das opções. Dum lado temos a tese “maximalista” do restauro *versus* a tese “minimalista” da conservação (Pereira, 1998). Na defesa de cada uma delas surgem Viollet le Duc e John Ruskin como as duas referências sobre as quais cada uma das teorias assenta.

Nesse sentido as opções de reforço estrutural para o nosso objecto de estudo distribuem-se por:

a) as mais intrusivas fisicamente, que danificam as pré-existências dum modo irreversível e são visualmente indetectáveis numa clara atitude de restauro “maximalista”, por exemplo: a substituição de paredes de alvenaria por betão armado e o isolamento de base nos pilares no piso térreo.

b) as mais assumidas visualmente, que não interferem com os elementos originais e são reversíveis numa postura de conservação “minimalista”, tais como: tanques de água (TLD) no terraço e um sistema de contraventamento com dissipadores de energia nos pilares do piso 0.

Pretende-se com esta síntese apontar as diversas soluções de intervenção e compara-las tanto ao nível conceptual como técnico. A dimensão desta investigação é alargada pois cruza os domínios da arquitectura e da engenharia numa perspectiva conjunta semelhante aquela que esteve também na origem do próprio projecto original.

Unidades Tipo A

As Unidades Tipo A da Avenida Infante Santo pertencem a um vasto processo de planeamento/projecto/construção, iniciado em 1947 e conduzido pelo arquitecto Alberto Pessoa e pela Câmara Municipal de Lisboa.

A primeira fase, designada como “Estudo de Urbanização da Zona de Protecção ao Palácio das Necessidades”, tinha como objectivo a expropriação e definição de lotes nos terrenos do interior da cerca do antigo Convento da Congregação do Oratório de Lisboa, envolvido pela já consolidada mancha urbana, para o traçado de uma nova via: a Avenida Infante Santo. Na sequência do novo Plano Director (De Gröer, 1947), que define um anel a envolver a área central da cidade, ligando Santa Apolónia a Alcântara e interceptando os eixos radiais – linha de caminho de ferro e avenidas, surge a proposta da Infante Santo que estabelece a ligação entre a cota alta – a Estrela, e a cota baixa – a Avenida 24 de Julho, preenchendo assim aquele vazio urbano.

Em 1949 é elaborado um “Anteprojecto do Conjunto de Blocos de Habitação, Mercado e Estabelecimentos Comerciais para a Zona Central da Avenida Infante Santo”, uma proposta que respondeu em pleno às modernas premissas de “fazer cidade”, transformando um hiato da cidade numa qualificada área urbana. O plano é caracterizado por 31 lotes com habitação multifamiliar, escritórios, ateliers, lojas, cafés e alguns equipamentos públicos pontuais (Fig. 2). A distribuição do programa apresenta duas atitudes em cada um dos lados da avenida: a Poente é definida uma banda contínua de edifícios alinhados que rematam a malha urbana existente, e do lado oposto, a Nascente, é desenhada uma faixa contínua de espaço verde público, 5 blocos suspensos e uma banda fragmentada de edifícios a encerrar o conjunto.

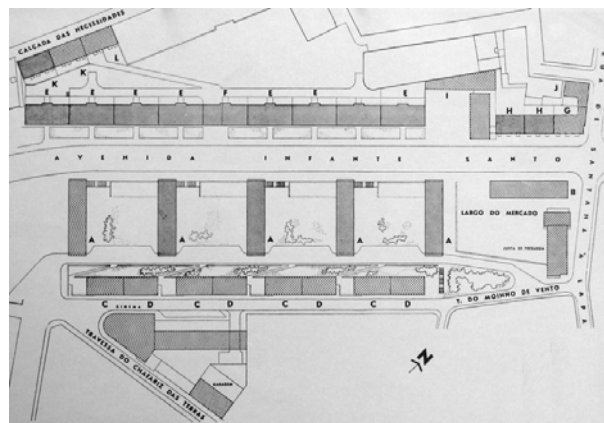


Figura 2: Plano geral

A proposta vista em perfil transversal (Fig. 3a) revela-nos um interessante jogo volumétrico entre os vários elementos – banda contínua, estrutura viária, blocos e banda contínua, separando o tráfego automóvel dos peões e “desenhando” artificialmente o vale pré existente. Este esquema demonstra uma clara influência de matriz moderna, pois encontramos objectos soltos afirmando que “a arquitectura é o jogo sábio, correcto e magnífico dos volumes reunidos sob a luz”, com superfícies reticuladas que mostram “as geratrizes reveladoras dessas formas simples”, organizados em planta segundo uma ordem geradora que exprime um ritmo primário determinado “com consequências que se estendem do mais simples ao mais complexo conforme a mesma lei. A unidade da lei é a lei da boa planta: lei simples e infinitamente modulável” (LeCorbusier, 1923).

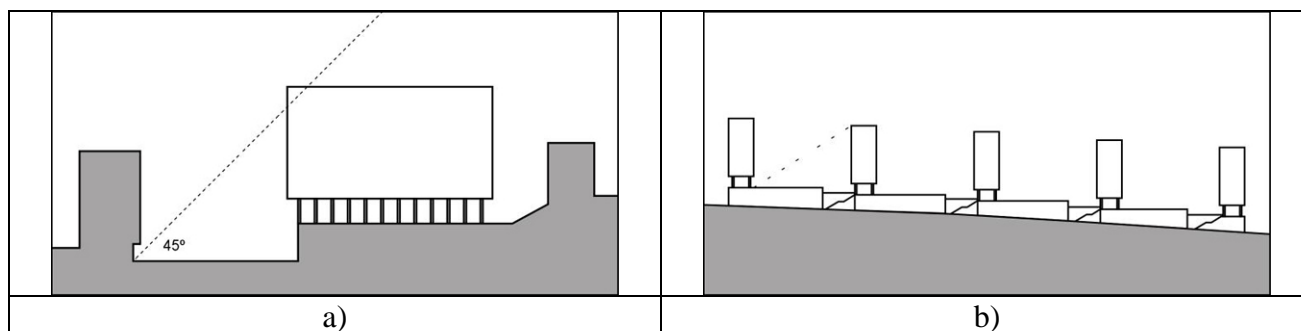


Figura 3: Esquemas: a) Perfil transversal da Avenida; b) Perfil longitudinal pela Avenida

A partir de 1954 foi desenvolvida a terceira e última fase, denominada “Elaboração do Projecto das Construções da Avenida Infante Santo entre o Antigo Aqueduto e a Rua de Santana à Lapa”, levada a cabo pelo “grupo de trabalho nº 1” na CML, agora também formado pelos arquitectos Hernâni Gandra e João Abel Manta e pelo engenheiro Jordão Vieira Dias. Trata-se do projecto de execução dos lotes previamente definidos, de entre os quais se destacam os Lotes 1 a 5, também designados de Unidades Tipo A.

Cada uma destas unidades, após a elaboração dos respectivos projectos de arquitectura, betão armado e saneamento e respectiva aprovação camarária, foi vendida em hasta pública a particulares para construção. Deste modo o município garantia a realização da solução preconizada pelo plano inicial e controlava o desenho, desde a macro-escala da cidade à micro-escala do edifício.

O conjunto das 5 Unidades Tipo A ocupa uma parcela rectângular, estreita e comprida, e dispõem-se “em pente” em relação à avenida. De modo a resolver a relação com a topografia do terreno, cada unidade é formada por dois volumes distintos e autónomos: o corpo das lojas paralelo à via e semi-enterrado (serve de muro de suporte) e o bloco das habitações perpendicular à via e suspenso por pilares (Fig. 3b). A extensa plataforma sobranceira entre os blocos suspensos e o terreno regularizado, mais alto e alinhado pelas coberturas das lojas, tem “a virtude de permitir a ligação e o ajardinamento dos terrenos onde se implantam as construções, tornando-os arejados, agradáveis – numa só palavra – úteis” (Pessoa, 1954). Na relação dos blocos com o terreno é clara a referência aos cinco pontos enunciados por Le Corbusier em 1923. A casa assente em pilotis é assumida com grande valor formal e logo na memória descritiva é referido que o volume das habitações “assenta no terreno por intermédio de pilares deixando o solo livre”. Os desenhos e a obra cristalizam essa vontade numa forma extraordinária, criando o momento mais espectacular do projecto que é também o mais problemático em termos estruturais: o piso térreo.

Em detalhe o bloco de habitações, com 10 pisos de altura (térreo, 8 andares e recuado/terraço), desenvolve-se longitudinalmente num corpo estreito, com 11.10m de largura e 47.40m de comprimento. Os pórticos da estrutura definem a organização em planta (e vice-versa). São doze linhas estruturais, com um espaçamento de 3.80m a eixo e com uma consola de 2.80m em cada topo, resultando treze módulos (A B B B B B B B B B B A) por piso, onde “encaixam” os 6 alojamentos em dúplex (Fig. 4). Para além de definirem os limites entre os fogos, as linhas estruturais são também organizadoras do interior de cada um, embora a planta livre seja de certa forma uma referência presente. Os alojamentos “foram concebidos de modo a permitirem certa

elasticidade de utilização”. O alinhamento longitudinal dos pilares marca a linha do arranque das consolas e define o limite das varandas e da galeria de serviço. O terraço é acessível, no qual existe uma zona coberta de estendais e uma pequena habitação destinada ao porteiro.

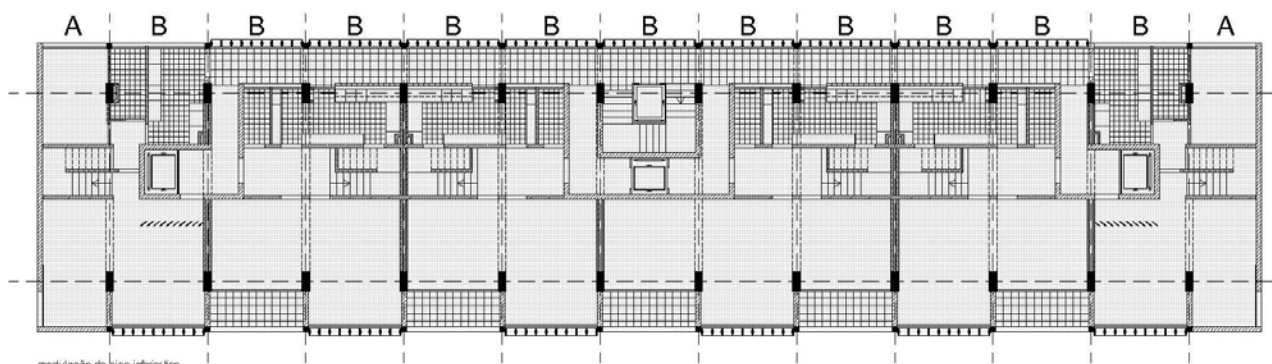


Figura 4: Planta do piso inferior das habitações em duplex

No piso térreo do bloco de habitações, pelo contrário, a lógica de alinhamentos não é tão vinculada e os 3 núcleos das entradas não transmitem essa leitura. Tratam-se dos pequenos vestíbulos, claramente individualizados, para os 3 elevadores, monta-cargas e caixa de escadas. Os pavimentos em pedra contornam os pilares soltos, desenham reentrâncias e saliências entre os percursos pedonais e espaços verdes, saindo para além do limite projectado do edifício (Fig. 5).

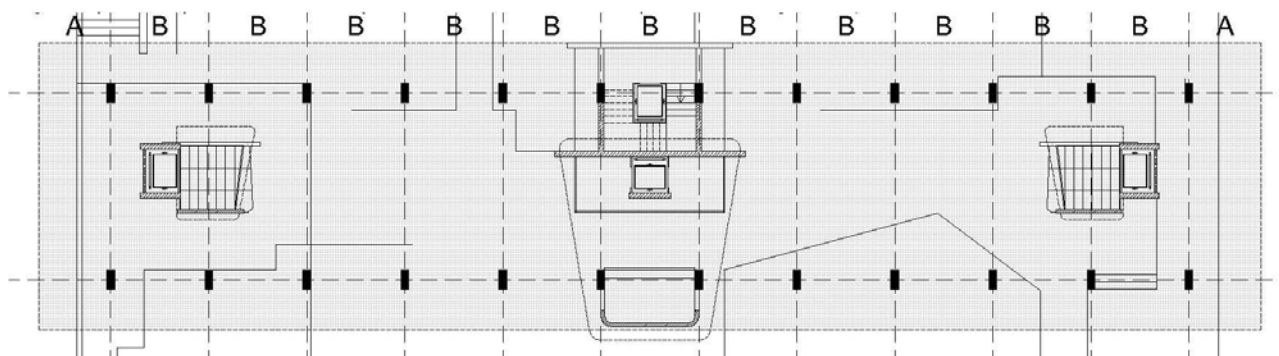


Figura 5: Planta do piso térreo

Construtivamente, os paramentos do edifício são em alvenaria de tijolo vazado e estão definidas três espessuras para as várias paredes: 0.20m nas fachadas, nos ascensores e nas antecâmaras; 0.10m e 0.15m em compartimentações interiores e 0.10m nos paramentos duplos com caixa-de-ar entre inquilinos. O acabamento das paredes interiores é geralmente o reboco pintado e nas zonas de água o mosaico. Nas galerias de serviço é usado o “Cavan” lavado e as paredes exteriores têm uma pintura à base de silicato de potássio – tipo “Silexore”. Os pilares no piso térreo são revestidos com mosaico de vidro italiano. Ainda nas fachadas, temos painéis em betão perfurados por “cilindros” em vidro nas instalações sanitárias e tijolo de vidro sobre o lava-loiça da cozinha. Ao nível dos revestimentos de pavimentos, as habitações têm tacos de madeira nas salas e quartos, e mosaico cerâmico nas cozinhas, instalações sanitárias e varandas. Nas galerias de serviço mosaico cerâmico e a laje do terraço é protegida e isolada com “Celulite” e betuminoso. As caixilharias exteriores são em madeira com estores de protecção em réguas móveis pelo exterior e as grelhas verticais fixas das galerias de serviço são em betão vibrado.

Os lotes 1 a 4 foram edificados entre 1954 e 56 enquanto que o lote 5 foi construído na década seguinte, o que resulta em pequenas diferenças nos acabamentos. Para além desse facto, os edifícios têm sido alvo de transformações pelos proprietários, tanto no interior dos apartamentos como nas fachadas, como por exemplo a colocação de marquises, novas caixilharias, toldos, aparelhos AVAC, etc.

Configuração Estrutural

O projecto original de betão armado, de Jordão V. Dias, é estruturalmente inovador e apresenta uma solução adequada aos objectivos arquitectónicos: “Foi preocupação dominante desde o início dos estudos, a concepção de uma estrutura resistente, simples, elegante e económica. E parece que o objectivo foi alcançado desde logo pois na elaboração do projecto [de arquitectura] não houve que considerar alterações à estrutura primitivamente estabelecida” (J. V. Dias, 1954).

O corpo das habitações tem uma estrutura porticada, em que a estrutura principal é constituída por pórticos de betão armado transversais formados por dois pilares e vigas com um tramo central e dois em consola em cada extremo do pórtico. As lajes do edifício são em betão armado aligeiradas com elementos vazados do tipo “Tijomel”, sendo as lajes das consolas em betão armado e maciças. Foram ainda consideradas duas juntas transversais, atendendo ao comprimento do edifício, de forma a evitar cálculos termo-higrométricos.

A estrutura da parte comercial é também constituída por pórticos transversais, que, para além da função de suporte das cargas verticais, servem como muros de suporte para o impulso de terras, formando um muro de suporte com contrafortes, em que os esforços são transmitidos por intermédio de uma laje vertical contínua (Fig. 6), “consideramos o perfil do muro constituído por uma laje encastrada na base, solicitada pelo impulso das terras (...)” (J. V. Dias, 1954).

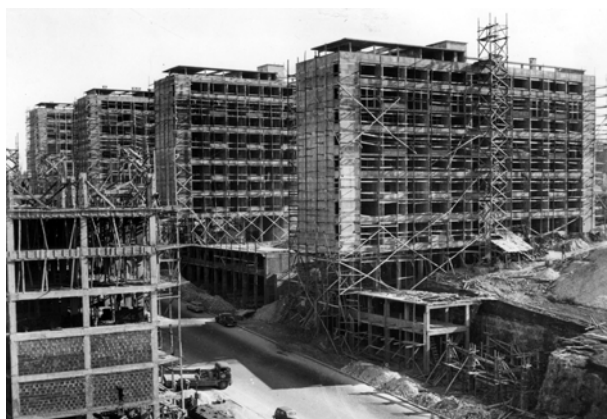


Figura 6: Fotografia durante a construção (bloco de habitações e corpo de lojas)

Relativamente ao cálculo estrutural, o projecto foi inicialmente concebido sem ter em atenção o momento nos pilares apoiado no artigo 46º do R.B.A., ou seja, foi calculado apenas para as cargas verticais por se considerarem todos os pilares como pilares interiores. Este ponto foi depois corrigido, por indicação dos serviços técnicos municipais, considerando o efeito das acções horizontais – vento e sismo. Foram anexados ao processo novos cálculos utilizando o método de Cross para avaliação dos momentos. Nessa memória descritiva, o autor considera que a acção do vento seria suficiente para a verificação da estabilidade às acções horizontais, desprezando a acção sísmica, devido às condições de localização do edifício e à pouca probabilidade de ocorrência do vento e do sismo, na mesma direcção, com intensidade máxima. De assinalar também o comentário relativo às acções horizontais, em que é referido: “podemos considerar os edifícios como em condições de segurança bastantes superiores à grande maioria das edificações de Lisboa”. Este comentário reflecte a pouca importância dada na época ao efeito das acções horizontais, principalmente devido ao sismo, muito por ausência de regulamentação.

Mais tarde foi entregue um aditamento relativo a verificação da estabilidade face à acção sísmica, reconhecendo alguma importância desta acção sobre a estrutura. A sua consideração foi feita de acordo com uma publicação da altura (Maria Amélia Chaves e Brazão Farinha, revista Técnica) considerando forças horizontais, aplicada nos nós dos pórticos, proporcionais à massa dos pisos.

A conclusão deste aditamento adianta que os esforços provenientes da consideração da acção sísmica não resultaram em secções com características geométricas superiores ou maiores

necessidades de armadura, quando comparadas com a acção do vento, considerando-se assim dispensável a verificação da estabilidade sísmica. Neste cálculo só foram consideradas as acções de um sismo no sentido transversal do edifício, esquecendo os possíveis movimentos longitudinais.

Conforme referido anteriormente, os lotes tiveram distintos proprietários/construtores que permitiu que fossem efectuadas alterações ao projecto de betão armado.

No lote 1 as armaduras dos pilares abaixo do 5º piso diminuíram sem reduzir a secção do betão e as lajes aligeiradas foram substituídas por maciças de betão armado. O lote 2 e 3 apresentam um novo projecto: substituição das lajes em elementos pré-fabricados por lajes maciças de betão armado, criação de novas vigas nos topos do piso térreo para apoiar as consolas e introdução de paredes de betão armado na caixa de escadas. No lote 4 as lajes do projecto original também foram substituídas por lajes de betão maciças armadas nos dois sentidos na zona entre os pilares e em consola nas zonas de bordadura, surgiram novas vigas no sentido longitudinal assim como outras diferenças no dimensionamento de certos elementos estruturais. O lote 5 apresenta características estruturais distintas, nomeadamente a presença de elementos verticais mais resistentes demonstrando já alguma preocupação com a acção sísmica no dimensionamento: respeitou-se o sistema do primeiro projecto de pórticos transversais e foram acrescentadas vigas longitudinais ao centro, embebidas nas lajes de modo compatível com o projecto de arquitectura, a caixa de escadas e as paredes dos ascensores são em betão armado e os pilares no piso térreo apresentam uma secção maior.

A partir da análise desses elementos concluiu-se que, do ponto de vista estrutural, quatro destes blocos (lote 1 a 4) têm um comportamento bastante similar, com projectos que ignoram as acções horizontais dos sismos no sentido longitudinal. As alterações produzidas devem-se sobretudo a preocupações funcionais: sonoras, materiais disponíveis, mão-de-obra, etc.

Comportamento Sísmico

Na história de Portugal têm-se verificado a ocorrência de eventos sísmicos com danos significativos nas construções. Existem registos históricos de sismos ocorridos em Portugal continental no último milénio nos anos de 1009, 1356, 1531, 1755, 1856, 1969 [6]. Por este facto, a zona sul do país tem uma maior perigosidade sísmica. Especialmente a região da costa algarvia e a área metropolitana de Lisboa requerem maior atenção devido à elevada concentração populacional e densidade de construção. É fundamental a realização de estudos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado, de forma a conhecer as condições de segurança face a eventuais abalos sísmicos e sustentar o dimensionamento de soluções adequadas de reforço para evitar o colapso de edifícios mais vulneráveis.

No que respeita a danos em edifícios de betão armado devidos a irregularidades estruturais as mudanças significativas de rigidez, resistência ou massa nas propriedades estruturais ou em elementos isolado de um edifício, em planta ou em altura podem resultar em comportamentos muito diferentes dos esperados. Este facto foi evidenciado em sismos recentes, onde se verificou que a configuração estrutural desempenha um papel fundamental no comportamento dos edifícios (ver Fig. 7).

Os métodos de dimensionamento baseado em análises elásticas têm como princípio que o comportamento não-linear é uniformemente distribuído por todos os elementos resistentes da estrutura, no entanto se as características estruturais (geometria, massa, rigidez e resistência) não são uniformes (por exemplo recuados, diminuição abrupta da secção transversal dos elementos resistentes, alteração da altura dos pisos, mudança de material, interrupção de elementos resistentes, distribuição irregular das paredes de enchimentos) são muito difíceis de evitar em qualquer estrutura.

Um dos problemas mais graves deste tipo de discontinuidades são os problemas de *soft-storey*, ou piso fraco, são pisos que revelam uma diferença muito significativa de rigidez e resistência face aos pisos seguintes. Este tipo de irregularidade está associada a muitas fontes, no rés-do-chão pode existir um piso frágil devido à necessidade de estacionamento, espaços comerciais amplos,

imposições arquitectónicas, entre outras razões, menos comum mas também possível é a existência de pisos frágeis em altura devido por exemplo à existência de um piso técnico.



Figura 7: Exemplos de colapsos de edifícios associados a mecanismos tipo *Soft-Storey*

Tal como no edifício em estudo, estes níveis frágeis estão normalmente associados a pisos em que não existem paredes divisórias, havendo apenas elementos verticais resistentes. Isto torna os pisos relativamente mais flexíveis quando comparados com os restantes, o que face à acção sísmica se reflecte num deslocamento horizontal relativo entre pisos muito superior aos dos restantes pisos.

O elevado número de colapso verificados durante a ocorrência de sismos devido ao comportamento tipo *soft-storey* está relacionado com a não consideração do mecanismo no dimensionamento. É corrente no dimensionamento de novas estruturas de betão armado comportas por pórtico desprezar o efeito das alvenarias de enchimento, se esta simplificação não é problemática para as acções verticais o mesmo não poderá ser dito para as acções horizontais, onde a influencias da rigidez das alvenarias de enchimento leva a pisos mais rígidos sendo assim um fonte de irregularidade em altura.

Possíveis alternativas de reforço estrutural

O comportamento eficiente dos edifícios face à acção sísmica pode ser conseguido com um adequado sistema resistente, com distribuição apropriada de rigidez e massa e com adequada pormenorização dos seus componentes estruturais e não estruturais.

A selecção da estratégia de reforço e sua implementação devem basear-se em resultados de uma avaliação estrutural rigorosa. A reabilitação sísmica das estruturas pode seguir duas estratégias: a) reabilitação ou melhoramento do sistema estrutural global; e b) reabilitação ou reforço dos elementos estruturais. Uma estratégia de reforço global da estrutura será adequada se os seus elementos não forem muito frágeis e se tiverem um bom comportamento para solicitações sísmicas

na estrutura reabilitada. Para estruturas com deficiente comportamento sísmico, dificilmente as estratégias de reabilitação a nível local são suficientes para melhorar o seu comportamento sísmico. Mas, na maioria dos casos, a melhor solução de melhoramento sísmico passa pela combinação destas duas estratégias [7].

As estratégias de reforço global do sistema estrutural são geralmente menos onerosas que o reforço universal dos componentes do sistema estrutural, especialmente se o reforço dos elementos estruturais obrigar à desocupação temporária do edifício, demolição e reconstrução das paredes de alvenaria de enchimento, tectos falsos, redes e outros elementos não estruturais. Isto é particularmente verdade para estruturas extremamente flexíveis.

Algumas técnicas possíveis para o reforço global da estrutura passam por: adição de paredes resistentes de betão armado, introdução de contraventamentos metálicos, isolamento de base ou Sistemas passivos de dissipação de energia, sistemas híbridos activo-passivo de dissipação de energia, *tuned mass* e *liquid dampers*, entre outras técnicas.

Introdução de paredes de betão armado: A introdução de paredes de betão armado para o reforço de edifícios com comportamento sísmico deficiente baseia-se na correcção do comportamento do edifício através da introdução de elementos resistentes em pontos específicos corrigindo descontinuidades e aumentando a rigidez lateral do edifício. Estes elementos têm como função absorver os esforços horizontais, aliviando os elementos dos pórticos existentes das forças sísmicas. No entanto o aumento da rigidez lateral do edifício com a adição destes elementos conduz a um aumento da frequência natural da estrutura, o que poderá aumentar a acção sísmica. Quando é possível intervir no exterior dos edifícios, a adição de paredes resistentes ou sistemas de contraventamento nas fachadas torna-se muito competitiva em relação as soluções que passam pelo reforço generalizado dos elementos resistentes de toda a estrutura, particularmente se estas últimas forcingem a desocupação temporária do edifício. A adopção desta técnica de reforço poderá implicar o reforço do sistema de fundações para resistir a maiores acções sísmicas e peso próprio da estrutura. Os trabalhos de reforço das fundações são normalmente muito dispendiosos e tecnicamente exigentes, tornando-se assim, por vezes, impraticável, particularmente para edifícios com fundações deficientes [7].

Contraventamentos metálicos: O reforço global do sistema estrutural pode também ser realizado com contraventamentos metálicos. Se o objectivo do reforço é melhorar a rigidez da estrutura. A capacidade de reforçar edifícios em rigidez com contraventamentos é algo limitada, pois a mobilização do funcionamento dos contraventamentos exige a instalação de níveis de deslocamento consideráveis. O reforço de edifícios com contraventamentos metálicos é realizado em vãos seleccionados de forma a dotar a estrutura de adequada capacidade resistente aos sismos. O reforço com contraventamentos metálicos, normalmente, não exige intervenções de reforço nas fundações, e a sua montagem não é tão interventiva como a adição de paredes resistentes. No entanto, a ligação entre os elementos em aço do reforço e os elementos existentes de betão armado poderá ser laboriosa e cara. Os contraventamentos são, por conveniência, normalmente instalados nas fachadas, minimizando os trabalhos e distúrbios na sua instalação. A posição dos contraventamentos também será condicionada por restrições arquitectónicas, como as aberturas. Aos sistemas de contraventamento metálico podem ser acoplados dispositivos de dissipação de energia ou *shear-links*, aumentando significativamente o amortecimento do sistema estrutural [7].



Figura 8: Exemplos de aplicação de contraventamento metálicos em Mendoza, Argentina

Isolamento de base: O recurso a técnicas de isolamento de base das estruturas têm como ideia básica controlar a solicitação que actua sobre a base da estrutura, suprimindo a interacção entre o solo e a superestrutura. Assim, a vibração da superestrutura, e consequente dano são reduzidos. Os sistemas de isolamento reduzem as forças transmitidas à superestrutura, aumentando o período da estrutura e o amortecimento global. Com esta técnica é construída uma dupla fundação, separada por um sistema de isolamento que garante a descontinuidade entre a superestrutura e a fundação do sistema estrutural. As três propriedades básicas de um sistema de isolamento são: a) flexibilidade horizontal para aumentar o período da estrutura e reduzir o valor espectral da solicitação; b) dissipação de energia (amortecimento) para reduzir os deslocamentos; e, c) rigidez suficiente para pequenos deslocamentos de forma a verificar os estados limites para acções de serviço. A aplicação desta técnica no melhoramento do comportamento sísmico de estruturas de betão armado é viável, particularmente no caso de edifícios para os quais é fundamental que estejam operacionais e habilitados para ocupação imediata após um sismo, por exemplo, hospitais, e outros edifícios cujos conteúdos devem de ser protegidos (museus, etc.). O aumento da popularidade do isolamento de base no Japão ficou a dever-se essencialmente ao bom desempenho do edifício “West Japan Postal Savings Computer Center (West-1)” durante o sismo de Kobe [8].



Figura 9: Exemplo de Sistemas de isolamento de base

Tuned Liquid Dampers (TLD's): Os TLDs são reservatórios rígidos (totalmente indeformáveis) contendo um fluido (água ou outro). Os TLDs são dissipadores de energia que têm vindo a ser desenvolvidos para controlar as vibrações de uma estrutura sob diferentes condições dinâmicas. Estando os reservatórios ligados à estrutura, o movimento induzido no fluido do TLD, quando a estrutura oscila devido à excitação de uma carga dinâmica, origina forças que alteram as características dinâmicas da própria estrutura de forma a reduzir as vibrações induzidas pelas acções dinâmicas.

O mecanismo para controlar vibrações com os TLDs consiste em dissipar a energia por fenómenos de oscilação da superfície livre do fluido (*sloshing*) e por quebra de onda (*wave breaking*). O amortecimento óptimo no TLD ocorre quando o fluido é excitado em ressonância e responde com a agitação do fluido. Esta é uma situação limite que ocorre antes de haver formação completa e quebra de onda. Para tal o TLD é dimensionado de forma a ter uma frequência natural baixa, próxima da frequência da estrutura, ambos devem estar em ressonância [9].

Os TLDs têm como grande vantagem o custo, a fácil execução e instalação no local. Adicionalmente estes dispositivos exigem muito pouca manutenção e o fácil ajuste da sua frequência combinando com mecanismos de controlo activo [10].



Figura 10: Aplicação dos TLDs a um edifício

Vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo

A análise de estruturas sujeitas a acções horizontais, como a acção sísmica, com recurso a ferramentas de análise não-linear com consideração do comportamento histórico dos elementos permite a representação mais rigorosa da resposta sísmica das estruturas. Para simular o comportamento estrutural do edifício em estudo, foi utilizado o programa de cálculo VisualANL, que contempla a não-linearidade em flexão dos elementos de betão armado (pilares e vigas) e a influência dos painéis de alvenaria.

A geometria, dimensões e características dos elementos de betão armado e paredes de alvenaria foram obtidos a partir do projecto original e verificadas com visitas técnicas ao local. Uma característica particular deste tipo de edifícios é a forte dependência da resposta global devido à ausência de painéis de alvenaria de enchimento ao nível do piso térreo. Além do mais, neste edifício em estudo o piso térreo tem uma altura de 5.5m enquanto todos os restantes pisos tem uma altura média de 3.0m.

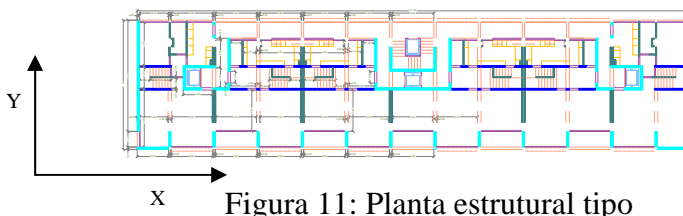


Figura 11: Planta estrutural tipo

Nos dois modelos planos analisados foi considerado a participação das lajes com uma largura de 1.25m e uma espessura de 0.2m. Foi considerada a localização detalhada dos painéis de alvenaria dos edifícios em ambos os modelos estruturais. Para a análise do edifício na direcção transversal (Y), foi considerado um modelo equivalente definido através da associação em “comboio” dos três pórticos tipo, interligados através de bielas rígidas ao nível dos pisos, como exemplificado nas figuras 12 e 13. Neste modelo global, as características geométricas e mecânicas de cada pórtico tipo foram multiplicadas pelo número de ocorrência de cada um dos pórticos tipo.

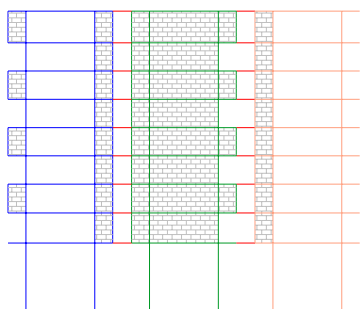


Figura 12: Modelo para a análise na direcção transversal (Y)

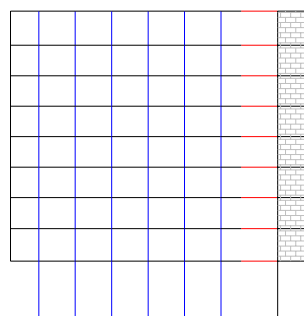


Figura 13: Modelo para a análise na direcção longitudinal (X)

Para a análise na direcção longitudinal (X), e devido à dupla simetria em planta, foi apenas estudado um quarto do edifício. Para o modelo global foram utilizados seis pilares ligados em cada piso por elementos que representam a laje. Não existem painéis de alvenaria no interior dos pórticos na direcção longitudinal, existindo no entanto painéis exteriores aos pórticos, tendo sido considerado um pórtico externo adicional ligado à estrutura de betão armado, para simular os painéis de alvenaria existentes nessa direcção.

Para a realização das análises numéricas foi considerada uma carga vertical distribuída nas vigas de forma a simular as cargas permanentes considerando o peso próprio dos elementos de betão armado, painéis de alvenaria de enchimento, acabamentos e o valor quase-permanente da sobrecarga, tendo um valor médio de 8.0kN/m².

A massa da estrutura foi considerada concentrada ao nível dos pisos. Em cada piso foi considerada a massa dos elementos de betão armado, painéis de alvenaria de enchimento, acabamentos e o valor quase-permanente da sobrecarga, tendo um valor médio de 4tons/piso. Foi considerado nas análises numéricas um amortecimento viscoso de 1% para cada modo de vibração.

Foram adoptadas três séries de sismos para o estudo de vulnerabilidade do edifício em estudo. A primeira série de sismos (A) utilizados foi gerada automaticamente para representar um cenário de risco sísmico médio/alto, para vários períodos de retorno. A segunda e terceira séries de sismos (B e C, respectivamente) foram geradas através de um método de falha finita para simular um provável sismo em Lisboa, calibrado com sismos reais ocorridos em Lisboa. Na tabela 1 são apresentadas as acelerações de pico correspondentes a cada período de retorno para o sismo A.

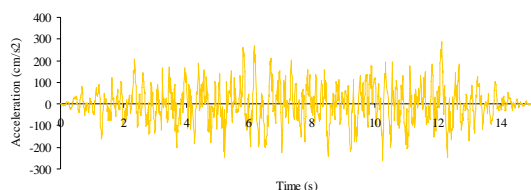


Figura 14: Acelerograma A

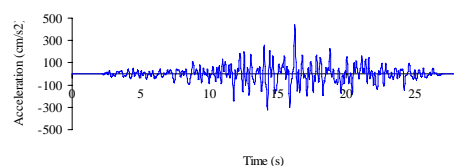


Figura 15: Acelerograma B

Tabela 1: Período de retorno e correspondente aceleração de pico para a série temporal A

Período de retorno (anos)	Aceleração de pico (×g)
73	0.091
475	0.222
975	0.294
2000	0.380
3000	0.435
5000	0.514

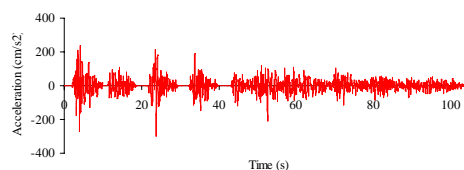


Figura 16: Acelerograma C

A resposta da estrutura em ambas as direcções, revela um comportamento controlado por um mecanismo tipo *soft-storey* (ao nível do rés-do-chão). Este comportamento estrutural leva a uma concentração das exigências de deformação ao nível do rés-do-chão, enquanto que os pisos são

sujeitos a exigências de deformação muito inferior. Nas Figuras 17 e 18 apresentam-se os resultados das análises numéricas para a direcção longitudinal e transversal, em termos de envolvente máxima da deformada lateral da estrutura, máximo deslocamento relativo entre pisos (*drift*) e esforço de corte máximo do piso, para cada nível de acção sísmica para o acelerograma A (equivalente ao períodos de retorno de 73, 475, 975, 2000, 3000 e 5000 anos).

Nas Figuras 17 e 18 apresentam-se os resultados das análises numéricas para a direcção longitudinal e transversal, em termos de envolvente máxima da deformada lateral da estrutura, máximo deslocamento relativo entre pisos (*drift*) e esforço de corte máximo do piso, para cada nível de acção sísmica para o acelerograma A (equivalente ao períodos de retorno de 73, 475, 975, 2000, 3000 e 5000 anos).

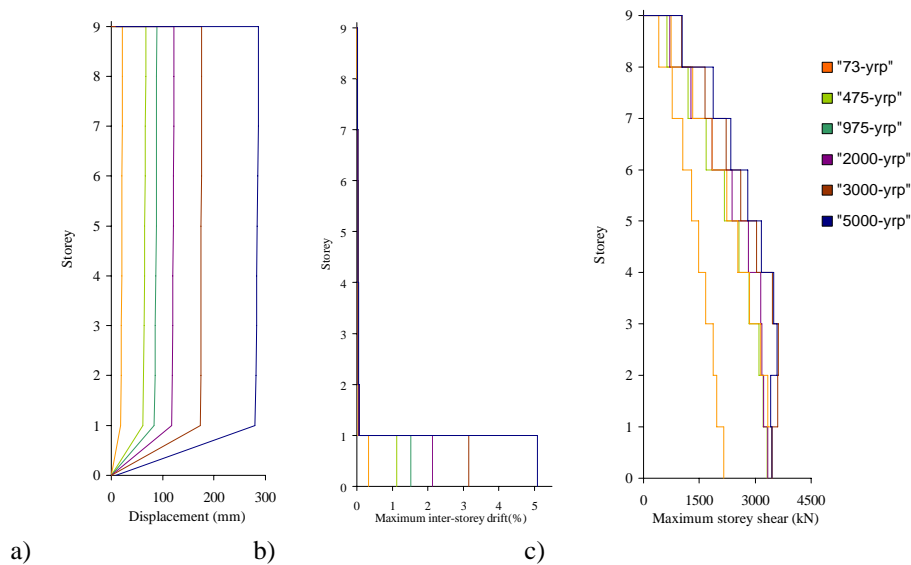


Figura 17: Resultados para a direcção longitudinal (direcção X) e para o acelerograma A: a) Envolvente da deformada; b) máximo deslocamento entre pisos (*drift*); c) perfil de esforço de corte máximo ao nível do piso

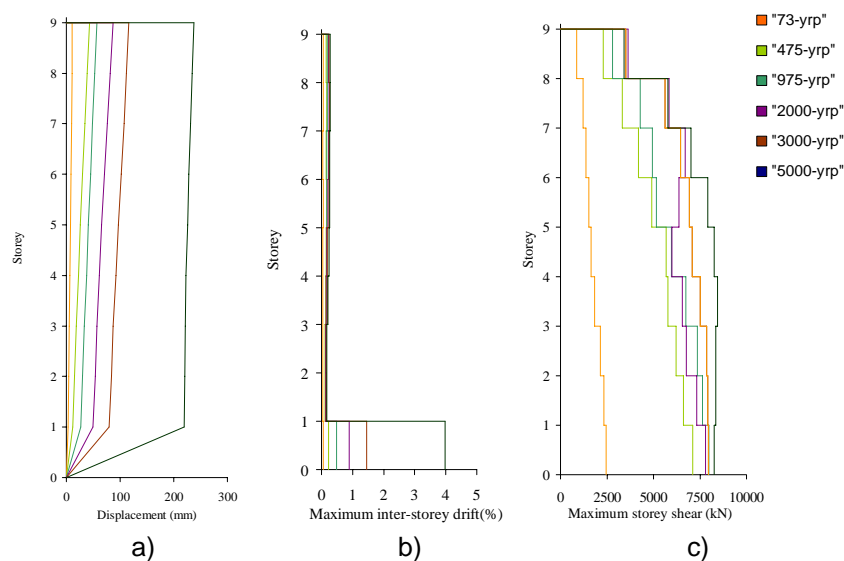


Figura 18: Resultados para a direcção transversal (direcção Y) e para o acelerograma A: a) Envolvente da deformada; b) máximo deslocamento entre pisos (*drift*); c) perfil de esforço de corte máximo ao nível do piso

Da análise dos resultados obtidos para ambas as direcções, pode concluir-se que as exigências de deformação se concentram ao nível do piso térreo. De facto, a ausência das alvenarias de enchimento ao nível do rés-do-chão e a maior altura deste piso (5.5m para o rés-do-chão e aproximadamente 3m para o andares superiores), induz uma pronunciada irregularidade estrutural em altura, em termos de rigidez e resistência. Para todos os elementos estruturais (pilares e vigas), e para todas as acções sísmicas consideradas, o esforço de corte assume valores inferiores à capacidade de corte correspondente, o que assegura a segurança dos elementos face a estes esforços.

Pretendeu-se verificar a segurança do edifício em estudo. Para isso recorreu-se a algumas recomendações internacionais como por exemplo o Vision-2000 [11] e o ATC-40 [12].

Na tabela 2 e 3 são apresentados os níveis de deformação entre pisos admissíveis, para cada objectivo de desempenho estrutural, de acordo com as recomendações internacionais ATC-40 e Vision-2000.

Tabela 2: Limites de deformação entre pisos de acordo com o ATC-40

	Estado Limite			
	Ocupação imediata	Controlo de danos	Perda de vidas	Colapso
Drift Limite	1%	1-2%	2%	$0.33 \frac{V_i}{P_i} \approx 7\%$

Tabela 3: Limites de deformação entre pisos de acordo com o Vision 2000

	Estado Limite			
	Completamente operacional	Operacional	Risco de perda de vidas	Colapso
Drift Limite	0.2%	0.5%	1.5%	2.5%

Nas figuras 19 e 20 são apresentadas as curvas de vulnerabilidade em termos de *drift* máximo ao nível do rés-do-chão, com a indicação dos níveis de segurança propostos pelo ATC-40 e pelo Vision2000. Comparando os níveis máximos de drift ao nível do rés-do-chão com os limites de segurança impostos pelo ATC-40 e pelo Vision-2000, pode concluir-se que aparentemente se verifica a segurança do edifício na direcção transversal (Y), para as três séries de acelerogramas consideradas. Para a direcção longitudinal (X), a segurança não é garantida para a série do acelerograma C.

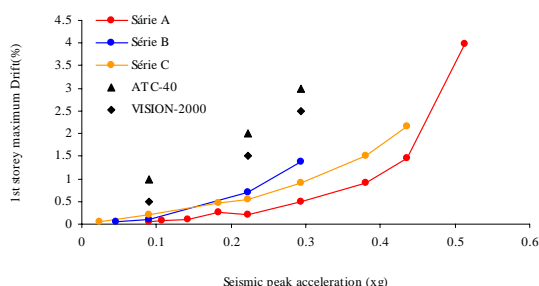


Figura 19: *Drift* máximo ao nível do rés-do-chão vs aceleração de pico e limites de segurança (direcção transversal – Y)

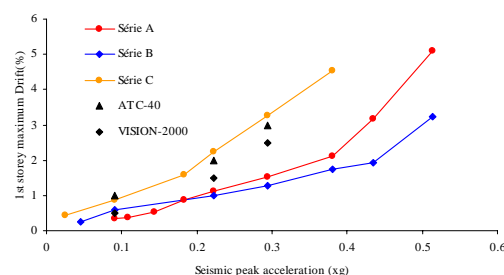


Figura 20: *Drift* máximo ao nível do rés-do-chão vs aceleração de pico e limites de segurança (direcção longitudinal – X)

Avaliação de uma possível solução de reforço

Para permitir um melhor comportamento sísmico do edifício em estudo é avaliada uma proposta de solução de reforço que pretende evitar o mecanismo tipo *soft-storey* na direcção longitudinal. Esta solução tem como objectivo reduzir o nível de deformações do primeiro piso, através de uma

solução baseada num contraventamento metálico em X com um sistema de dissipação de energia associado. A escolha deste sistema de reforço baseia-se na sua eficiência já comprovada na redução do nível de deformação de edifícios, e por outro lado por ser uma solução que não provoca alterações significativas na arquitectura do edifício, e por ser ao nível dos rés-do-chão, não tem qualquer implicação na utilização do edifício. Podem ser propostas diversas alternativas para a localização dos reforços, nomeadamente os vãos exteriores e o vão central. Foi desenvolvido e implementado um modelo numérico, no programa de cálculo utilizado (VisualANL) para simular o comportamento não-linear do sistema de dissipação de energia. Após a sua implementação, o macro-modelo foi calibrado com resultados experimentais de um sistema de dissipação de energia semelhante que foi testado num ensaio experimental cíclico no reforço de um edifício à escala real [13].

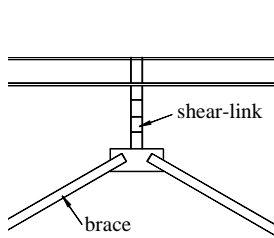


Figura 21: Shear-link
(dispositivo
dissipador de
energia)

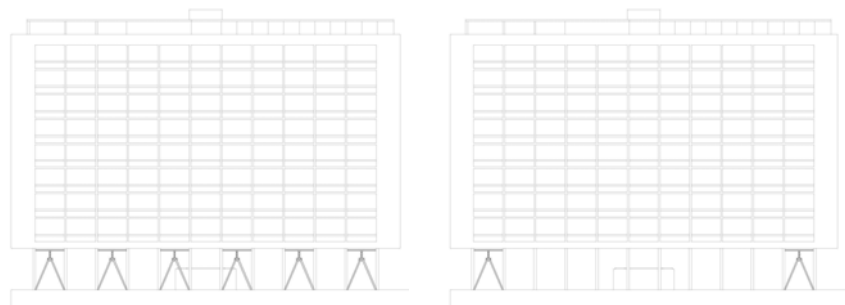


Figura 22: Possível localização do reforço na direcção
longitudinal

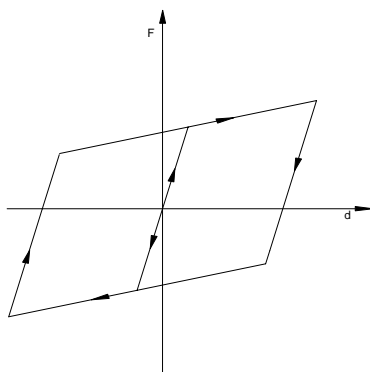


Figura 23: Regras de histerese do
dissipador de energia do
dissipador de energia
implementado no VisualANL

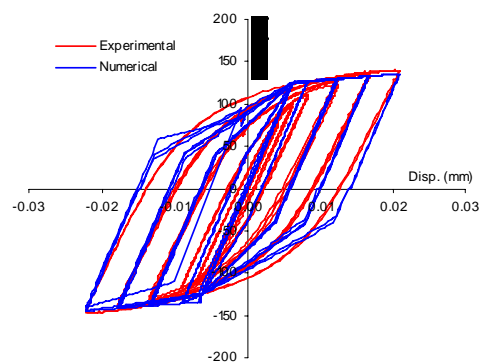


Figura 24: Calibração do modelo numérico do
dissipador de energia

Foram estudadas três soluções de reforço na direcção longitudinal (direcção mais vulnerável, de acordo com a análise apresentada). Nas duas primeiras soluções de reforço foram considerados 12 contraventamentos com sistemas de dissipação de energia, um primeiro considerando perfis HEB140 e outra solução considerando perfis HEB120 (ambos com $L=60\text{cm}$) e posteriormente uma solução de reforço mais ligeira considerando apenas 4 contraventamentos com sistemas de dissipação de energia. Foram realizadas análises para a estrutura reforçada apenas para a série de sismos A. A comparação dos resultados em termos de deslocamento relativo máximo entre pisos ao nível do rés-do-chão, esforço de corte máximo no rés-do-chão e deslocamento de topo, para a estrutura original e para as duas soluções de reforço, é apresentada nas Figuras 25, 26 e 27.

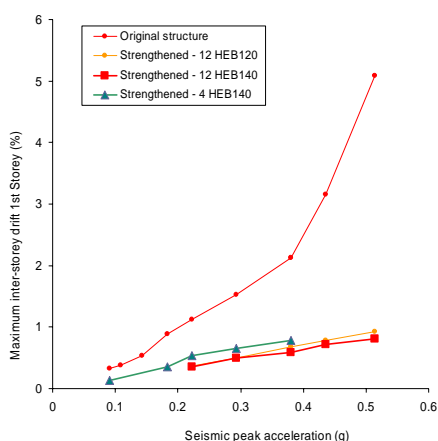


Figura 25: Drift máximo ao nível do rés-do-chão vs aceleração de pico

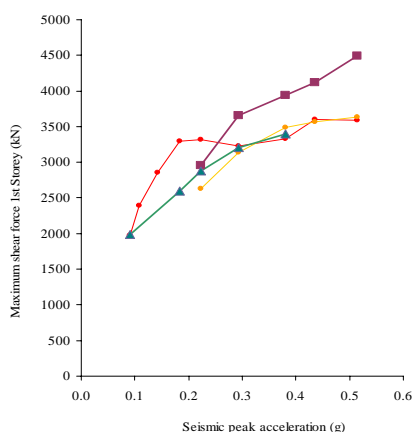


Figura 26: Esforço transversal máximo ao nível do rés-do-chão vs aceleração de pico

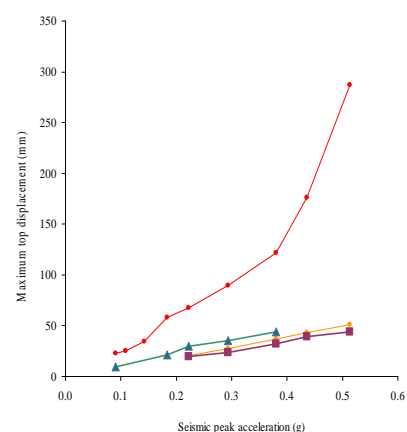


Figura 27: Deslocamento de topo máximo vs aceleração de pico

Como pode ser comprovado pelas curvas de vulnerabilidade apresentadas, as soluções de reforço estudadas têm uma redução muito significativa das exigências de deformação ao nível do rés-do-chão, cumprindo assim a função a que se destinava, eliminando a irregularidade que a estrutura original do edifício apresenta, mesmo para acções sísmicas com intensidade significativa (0.5g). No entanto, a solução de reforço proposta pode ser optimizada no que respeita ao número, rigidez e resistência dos dispositivos utilizados.

Conclusões

Neste trabalho que aqui se encerra, foram estudadas as Unidades Tipo A da Avenida Infante Santo em Lisboa. A partir da sua descrição arquitectónica e estrutural, da caracterização do fenómeno *soft-storey* no comportamento aos sismos em estruturas similares e da enumeração de algumas das possíveis soluções de reforço, foi analisada a vulnerabilidade sísmica do edifício.

Apesar dos resultados preliminares obtidos indicarem que o edifício garante a segurança, para os sismos estudados e para os objectivos básicos de acordo com as recomendações internacionais (ATC-40 e Vision-2000), devem ser realizadas análises adicionais para validar esta conclusão. As três séries de acelerogramas utilizadas nesta análise poderão não ser totalmente representativas da perigosidade sísmica de Lisboa. Por outro lado, o nível de dano estrutural não depende exclusivamente da aceleração de pico máxima, sendo assim preferível utilizar um maior número de registos sísmicos possíveis de forma a obter a resposta para um maior número de casos. A avaliação da segurança ao corte foi verificada para todas secções e para todos os sismos. O modelo adoptado nestas análises não considera a não-linearidade geométrica, que poderá aumentar de forma significativa os momentos nos pilares e as exigências de deformação horizontal. Assim, na avaliação da segurança estrutural face a acções sísmicas, será importante ter em conta a não-linearidade geométrica.

De modo a representar uma solução de reforço, foram ensaiadas duas hipóteses de contraventamentos metálicos com dissipadores de energia, uma opção com 12 unidades e outra com 4, que, como se demonstrou, pode de uma forma eficaz reduzir significativamente a vulnerabilidade sísmica deste tipo de edifícios, de certo modo divulgados na cidade de Lisboa. Contudo, um maior número de análises quer de verificação de segurança quer de validação da solução de reforço deve ser realizada.

Em termos de estratégia para a intervenção, a reabilitação sísmica deste edifício passa sobretudo por uma opção de reforço dos elementos estruturais, sendo um tipo de intervenção pontual em que o

objectivo é o da correcção das deficiências que aqui se concentram num local especificamente assinalado – o piso térreo.

A solução ensaiada, dos contraventamentos metálicos, permite reduzir o risco da estrutura aos sismos e embora as restantes opções apontadas: paredes de betão, isolamento de base e tanques TLD, não tenham sido experimentadas, consideram-se como soluções válidas e tecnicamente exequíveis.

Tal como enunciada anteriormente, a questão central do trabalho é: Qual a solução mais adequada para este edifício? Acreditamos que essa escolha deve resultar, acima de tudo, duma análise à luz da temática - restauro ou conservação e nesse sentido, interessa confrontar as várias hipóteses com algumas problemáticas da intervenção neste edifício:

a) Trata-se de uma arquitectura do movimento moderno que aspira a ser do “nosso tempo”, acusando uma ruptura com a tradição e com a história e representando o surgimento duma nova era. Patrimonialmente este facto torna-a actualmente num paradoxo – ao intervir estamos em parte a negar a sua condição de “moderna” e a considera-la como uma obra do passado.

b) Nas Unidades Tipo A é notória a relação entre a forma e estrutura, um binómio que expressa a importância da conciliação entre a Arte e a Técnica, que, em conjunto com a Ideologia, formam um dos motores da arquitectura do movimento moderno. É necessário ter presente essa relação, um facto que existiu desde a concepção original, projecto e construção e deve ser também tida em conta no momento de intervenção.

c) Um projecto que apresenta características tão vincadas, tais como: leitura volumétrica dos blocos suspensos, grande espaço livre sob os edifícios, piso térreo pensado como um amplo espaço público, cobertura em terraço colectivo, etc.

Assim, considera-se que as opções de intervenção “minimalista” de conservação, dos tanques TLD e dos contraventamento metálicos, apresentam algumas vantagens ao permitir “actualizar” o edifício e dota-lo de uma linguagem contemporânea que respeita a sua condição moderna – torna-se um sinal do nosso tempo. E pelo facto de serem reversíveis permite futuras intervenções. Os contraventamentos, ao actuar directamente e de modo visível nos pilares, também vão reforçar a leitura do edifício numa perspectiva Forma/Estrutura. Por outro lado, o facto de estas soluções se tornarem tão presentes implica que se perca alguma transparência no piso térreo, pelo contraventamento, e espaço livre no terraço, por causa dos tanques aí dispostos.

Numa intervenção “maximalista” ou de restauro, a substituição das paredes de alvenaria existentes por novas de betão armado e o isolamento de base nos pilares apresentam-se como hipóteses que não interferem com a forma do projecto original, garantindo assim uma imagem final mimética, uma espécie de imitação. Assim, o edifício ao “esconder” a sua condição contemporânea vai produzir um falso histórico, uma arquitectura que encontra a sua condição actual numa linguagem do passado. Para além das questões conceptuais, estas 2 soluções são as que apresentam um maior grau de destruição, provocando danos irreversíveis em elementos também importantes do edifício: os pilares e fundações em betão armado, as alvenarias e os revestimentos.

A Carta de Veneza (ICOMOS, 1964) assinala o interesse em respeitar os materiais originais e quando se inserem novos elementos, estes devem distinguir-se sempre das partes originais.

Agradecimentos

Este artigo refere investigação realizada com o apoio financeiro da "FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia", Portugal

Referências

[1] H. Rodrigues, J. Fonseca, A. Costa, H. Varum e A. Tostões, *Seismic vulnerability of modern architecture building's – Le Corbusier style: A case study* - Actas do Congresso Internacional: 250th Anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Lisboa, (2005).

- [2] A. J. Pessoa, H. Gandra e J. A. Manta, Memória Descritiva do Projecto de Arquitectura, (1954).
- [3] Fonseca, J., “Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal”, Dissertação de Mestrado, FAUP, (2006).
- [4] Rodrigues, H., “Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios”, Dissertação de Mestrado, FEUP, (2005).
- [5] H. Rodrigues, A. Costa e H. Varum, “Avaliação da Vulnerabilidade e Reforço Sísmico de um Edifício Representativo da Arquitectura Moderna em Portugal”, Actas do SÍSMICA 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, FEUP, (2007).
- [6] E. C. Carvalho, “Mitigação dos risco sísmico em Portugal. O papel do LNEC” - “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”, GECORPA e SPES, pp.57-66, (2001).
- [7] H. Varum, A.G. Costa, A. Pinto, “Reforço sísmico do património edificado em betão armado” - 2º Seminário "A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação", F.E.U.P., Porto, (2005).
- [8] L. Guerreiro, “Sistemas de dissipação de energia”, Actas da cadeira de Dinâmica e Engenharia sísmica do Mestrado de Engenharia de Estruturas, IST, (2003).
- [9] T. Novo, “Melhoramento da resposta sísmica de edifícios com recurso a TLDs”, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, (2008).
- [10] O. M. Faltinsen, “A Nonlinear Theory of Sloshing in Rectangular Tank”, Journal of Ship Research, v. 18, n. 4, pp. 224-241, (1974).
- [11] SEAOC (2005) – “Performance based seismic engineering of buildings, Part 2: Conceptual framework” - Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S.A.
- [12] ATC-40 (1996) – “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings - Applied Technical Council”, California Seismic Safety Commission, Report No. SSC 96-01 (two volumes), Redwood City, California, U.S.A.
- [13] Varum, H. (2003) - “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”, PhD Thesis, Dept. Civil Engineering, University of Aveiro.